

論文 セン断補強筋を有する RC ディープビームのせん断挙動

松尾真紀^{*1}・Torsak Lertsrisakulrat^{*2}・柳川明哲^{*3}・二羽淳一郎^{*4}

要旨: 有効高さ, セン断補強筋比をパラメータとして, RC ディープビームのせん断実験を行った。すべての供試体はせん断圧縮破壊により終局に至り, セン断補強筋のない RC ディープビームのせん断耐力に寸法効果があることが確認された。また, RC ディープビームにおいても, セン断耐力の向上にせん断補強筋が有効であることも確認された。さらに, 理論的な検討を加え, 有効高さの増加に伴うせん断強度の低下は圧縮力を受けるコンクリートの破壊の局所化に起因し, セン断補強によるせん断耐力の向上はせん断補強筋によるコンクリートの拘束効果によって引き起こされたものであるということを示した。

キーワード: ディープビーム, 寸法効果, セン断, 圧縮, 拘束効果

1. はじめに

RC 構造物の中には, 支間に比べて桁高の大きいディープビーム状の形状を有するものがある。このような構造形式は, ①断面内での応力分布が一様でないため, 通常のはり理論で用いられている平面保持の仮定が成り立ちにくい, ②曲げモーメントよりもせん断力による影響が大きい, ③せん断耐力が大きいなどの特徴を持つことが知られている。

一般にせん断スパン有効高さ比が 2.5 以下であるショートビームやディープビームでは, 斜めひび割れ発生後, ほぼ同時に斜め引張破壊を生じるスレンダービームとは異なり, タイドアーチ的な耐荷機構を形成してさらに大きな荷重に耐えることができる。そして, 最終的に載荷点付近のコンクリートの圧縮破壊によって破壊に至る。したがって, このようなせん断圧縮破壊を生じるディープビームのせん断耐力にコンクリートの圧縮強度が与える影響は大きい。

上に述べたように, 圧縮応力の作用するアーチ部分のコンクリート強度が, ディープビーム

のせん断耐力を左右する大きな要因の一つであると考えられる。このような圧縮力を受けるコンクリートの挙動について, これまでに, ①圧縮破壊は局所的に生じる現象であり, 引張力を受けるコンクリートと同様に寸法効果が存在する¹⁾, ②コンクリートの横方向の膨張を拘束するように鉄筋を配置すると, 圧縮強度や終局時のひずみが増大する^{2), 3)}という研究成果が得られている。

そこで, 本研究では, RC 部材の中でもコンクリートに作用する圧縮力の影響を大きく受けるディープビームについて, 有効高さとせん断補強筋比を変化させたせん断実験を行った。そして, 実験結果について理論的な検討を加え, 圧縮力の作用するコンクリートの破壊の局所化とせん断補強筋によるコンクリートの拘束効果が, ディープビームのせん断耐力に与える影響を定量的に評価することを試みた。

*1 東京工業大学大学院助手 理工学研究科土木工学専攻 工修 (正会員)

*2 東京工業大学大学院博士課程 理工学研究科土木工学専攻 工修 (正会員)

*3 東京工業大学学生 工学部土木工学科

*4 東京工業大学大学院教授 理工学研究科土木工学専攻 工博 (正会員)

2. 実験計画

2.1 供試体

実験要因を表-1、供試体図を図-1 に示す。

ここで $d(\text{mm})$ は有効高さ, $r(\text{mm})$ は支圧板幅, $r_w(\%)$ はせん断補強筋比である。また, 図-1 には, 供試体寸法, 载荷条件, 配筋を併せて表示している。

すべての供試体について, ①せん断スパン有効高さ比 $(a/d)=1.0$, ②支圧板幅有効高さ比 $(r/d)=0.25$, ③供試体幅 $(b)=150(\text{mm})$, ④主鉄筋比 $(p_w)=1.8(\%)$ とした。せん断補強筋の配筋については $r_w=0.42(\%)$ の場合をセンターラインの左側, $r_w=0.84(\%)$ の場合を右側に示した。 $r_w=0(\%)$ の供試体にはスパン外の鉄筋のみを配置した。また, 引張側鉄筋として使用した異形 PC 鋼棒は, 供試体端部に鋼製プレートに据え付け, それをナットで手締めすることにより定着し, 端部での抜け出しを防止した。さらに, 支点部分の拘束を取り除くため, ローラー支承を用い, 支圧板と供試体の間に, シリコングリスを挟んだテフロンシート(厚さ: $0.1(\text{mm})$)を減摩パッドとして挿入した。ただし, 载荷点には供試体に直接, 支圧板を設置した。载荷方法は, 最大荷重まで载荷し, その後, $5(\text{kN})$ まで除荷するというサイクルを繰り返し, ポストピーク領域で, 最大荷重がほぼ一定になった段階で実験を終了した。

2.2 使用材料

(1) コンクリート

示方配合を表-2 に示す。ここで, $G_{\max}(\text{mm})$ は粗骨材の最大寸法である。セメントには早強ボルトランドセメントを用い, 材齢 7~8 日で载荷実験を行った。

(2) 鉄筋

材料特性を表-3 に示す。ここで, $A_s(\text{mm}^2)$ は 1 本あたりの断面積, $E_s(\text{kN/mm}^2)$ は弾性係数, $f_y(\text{N/mm}^2)$ は降伏点強度または 0.2% 耐力, $f_u(\text{N/mm}^2)$ は引張強度である。有効高さ 200, 400, 600(mm) の供試体では, 引張側鋼材として PC- $\phi 19$, PC- $\phi 25$, PC- $\phi 32$ の総ねじタイプの異形

表-1 実験要因

No.	$d(\text{mm})$	$r(\text{mm})$	$r_w(\%)$
D200	200	50	0
D204			0.42
D208			0.84
D400	400	100	0
D404			0.42
D408			0.84
D600	600	150	0
D604			0.42
D608			0.84

表-2 示方配合

$G_{\max}$ (mm)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m^3)			
			W	C	S	G
13	50	49	190	380	853	898

表-3 材料特性

	A_s	E_s	f_y	f_u
$\phi 6$	28.27	—	310	452
D6	31.67	—	331	509
PC- $\phi 19$	286.5	201	1026	1127
PC- $\phi 25$	506.7	200	1004	1130
PC- $\phi 32$	794.2	201	1006	1147

※単位: $A_s = \text{mm}^2$, $E_s = \text{kN/mm}^2$, $f_y, f_u = \text{N/mm}^2$

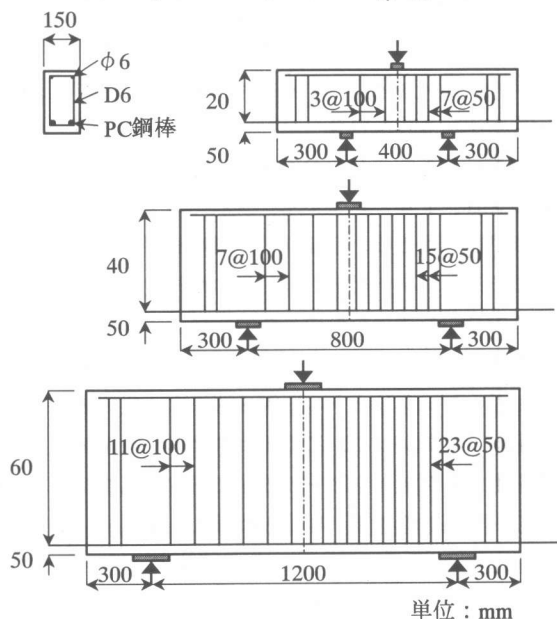


図-1 供試体図

PC 鋼棒をそれぞれ 2 本ずつ配置した。また, 圧縮側鋼材には普通丸鋼 $\phi 6$, せん断補強筋には異形棒鋼 D6 を使用した。

3. 実験結果および考察

3.1 セン断耐力

実験結果を表-4に示す。ここには、実験と算定式から得られた最大せん断力(V_{exp} , V_{cal}), 載荷実験時のコンクリート圧縮強度(f'_c)を示している。その他のコンクリートの強度特性は弾性係数(E_c)= 3.17×10^4 (N/mm²), 破壊エネルギー(G_F)=0.16 (N/mm)であった。また、すべての供試体がせん断圧縮破壊により終局に至った。

ディープビームのせん断耐力算定式には以下の式を用いた⁵⁾。

$$V_c = 0.244 f'_c \frac{2}{3} \left\{ \frac{(1 + \sqrt{100 p_w})(1 + 3.33 r/d)}{(1 + (a/d)^2)} \right\} \cdot bd \quad (1)$$

$$V_s = A_s f_y \cdot \frac{z}{s} \quad (2)$$

$$V_{cal} = V_c + V_s \quad (3)$$

ただし、 s はせん断補強筋間隔、 z は $d/1.15$ であり、その他の記号は本文中の記号名とすべて一致している。また、 V_{cal} の算出には、実験で得られたコンクリート圧縮強度をそれぞれ用い、斜めひび割れの発生角度は 45° と仮定した。

図-2に V_{exp}/V_{cal} と有効高さ(d)の関係を示す。 V_{cal} は寸法効果を考慮しない場合のせん断耐力であるため、有効高さの増加に伴う V_{exp}/V_{cal} の減少はせん断強度の低下を表している。したがって、せん断補強筋を有しないディープビームでは、有効高さが増加するにしたがってせん断強度が低下する寸法効果が存在することがわかる。一方、せん断補強されたディープビームでは、算定値とほぼ同等のせん断耐力が得られた。

有効高さが200(mm)の供試体では、せん断補強筋の有無に依らず、算定値よりも幾分大きなせん断強度を示した。一方、有効高さが400(mm)以上で、せん断補強筋を配置していない供試体のせん断強度は、大幅に算定値を下回った。しかし、それらの供試体にせん断補強筋を配置した場合、D408供試体を除いて、せん断強度が向上する傾向が見られた。また、 r_w を0.42(%)から

表-4 実験結果

No.	f'_c (N/mm ²)	V_{exp} (kN)	V_{cal} (kN)	V_{exp}/V_{cal}
D200	38.4	214.1	181.8	1.18
D204	43.2	279.7	233.2	1.20
D208	34.2	295.6	241.3	1.23
D400	35.5	285.2	333.2	0.86
D404	27.5	355.8	354.0	1.01
D408	38.4	413.8	497.0	0.83
D600	40.8	424.3	554.8	0.76
D604	34.2	586.5	602.6	0.97
D608	35.3	663.6	722.5	0.92

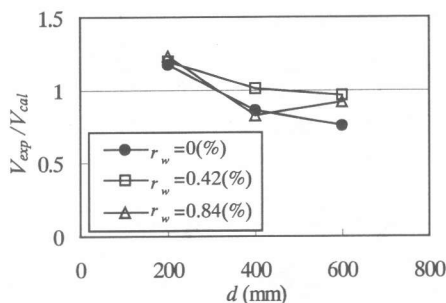


図-2 V_{exp}/V_{cal} と d の関係

0.84(%)に増加させても、D408 供試体を除くすべての供試体について、 V_{exp}/V_{cal} に変化は見られず、1.0に近い値となった。

3.2 破壊状況

(1) ひび割れ状況

ひび割れ状況図を図-3に示す。すべての供試体で、①スパン中央部に曲げひび割れが発生、②ウェブにせん断ひび割れ発生、③載荷点付近からのひび割れ発生、④載荷点近傍でコンクリートが圧縮破壊、の順に最大荷重に達した。また、支点部分近傍のコンクリートの圧縮破壊や引張側鉄筋に沿ったひび割れは、ポストピーク時に観察された。

図-3に示されたひび割れ状況およびひび割れ本数より、有効高さが増加すると、部材全体に対する圧縮破壊領域の割合が減少していることが観察される。また、 r_w の相違によって、① $r_w=0, 0.42$ (%)では載荷点と支点近傍の圧縮破壊が著しい、② $r_w=0.84$ (%)では載荷点近傍からウェブにかけて、かなり広範囲のコンクリートが圧縮破壊した、という違いが見られた。さらに、

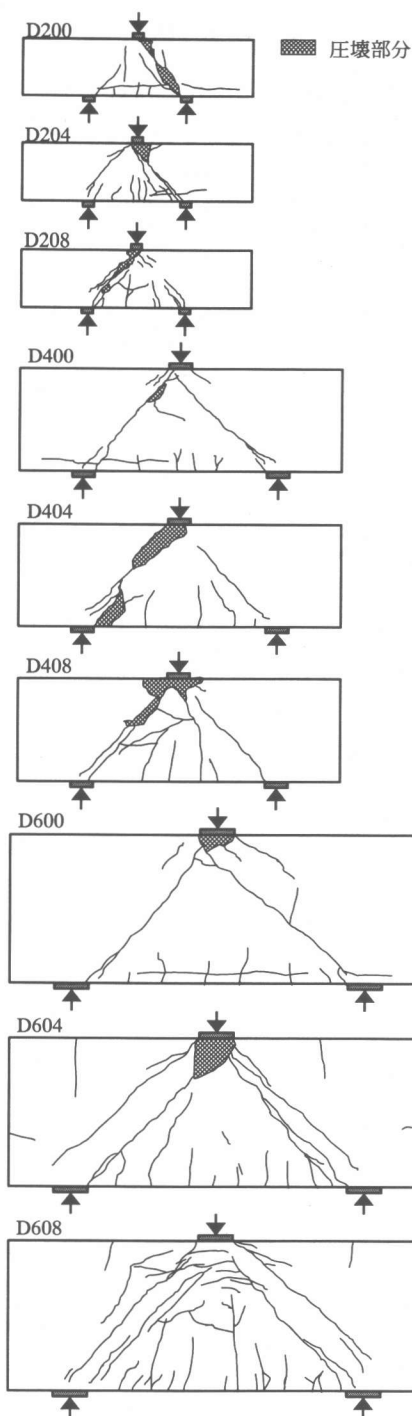


図-3 ひび割れ状況図

r_w の増加に伴い、ひび割れの本数も増加した。

(2) 荷重-変位関係

図-4 に荷重-変位関係を示す。ここに示す変位は引張側鋼材の位置で測定した、載荷点と

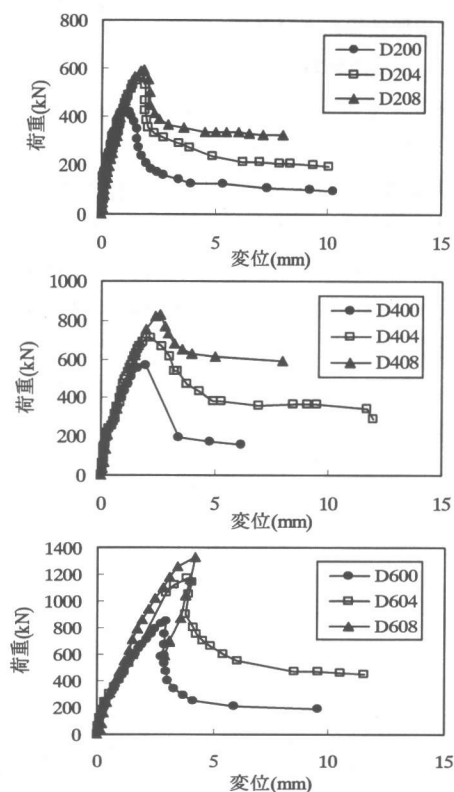


図-4 荷重と変位の関係

支点の変位から求められた相対変位である。また、ポストピーク領域では最大荷重のみをプロットし、除荷・再載荷時の関係は示していない。

プレピーク領域では、有効高さ、せん断補強筋比の変化による最大荷重の相違以外には、いずれも最大荷重までの傾きに大きな違いは認められなかった。しかし、ポストピーク領域では、有効高さの違いによって大きな変化が見られ、有効高さ 600(mm)の D608 供試体では、非常に脆性的なスナップバックに近い現象が見られた。また、 r_w の違いが荷重-変位関係に与える影響は、ポストピーク領域でより明確となり、D608 供試体を除き、 r_w の増加に伴い、ポストピーク挙動がエネルギー吸収の大きいものとなっていく状況が認められる。

3.3 せん断抵抗のメカニズム

一般に、せん断補強筋を有しない RC はりのせん断抵抗(V)は次式で求められる。

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{dT \cdot z}{dx} = z \frac{dT}{dx} + T \frac{dz}{dx} \quad (4)$$

ここでは、引張側鉄筋のダウエル作用は無視している。

本実験では、D208、D604、D608 供試体の引張側鋼材に 50(mm)または 100(mm)間隔でゲージを貼り付け、ひずみを測定した。その結果、最大荷重に達した段階でひずみがほぼ一様に分布していることが確認された。このことより、式(4)の第1項は0となり、ディープビームに作用するせん断力に対しては第2項で表されるアーチ作用のみで抵抗していることが確認された。このアーチ作用とは、圧縮力を受け持つコンクリートの斜め成分であるから、式(4)は次のように表される。

$$V = T \frac{dz}{dx} = C \frac{dz}{dx} \quad (5)$$

以上のことを考慮し、実験で用いたディープビームを図-5に示すようなストラット(圧縮材)とタイ(引張材)でモデル化した。また、ストラットには一様な圧縮応力 σ'_c (N/mm²) が作用し、その作用面積は支圧板幅(r(mm))×供試体幅(b(mm))であると仮定した。これより、ストラットに作用する圧縮応力は次式で表される。

$$\sigma'_c = \frac{\sqrt{2}V}{b \cdot r} \quad (6)$$

これまでに述べたように、ディープビームのせん断抵抗にはコンクリートの負担する圧縮力が大きく影響する。さらに、本実験では、せん断補強をすることによってディープビームのせん断強度が向上すること、またひび割れ発生状況の観察から無補強の供試体よりも破壊領域が大きくなることを確認した。このような強度の増加とひび割れの分散という現象は、せん断補強筋によって横拘束されたコンクリートの圧縮破壊時の挙動に類似していると考えられる。そこで、せん断圧縮破壊するディープビームにおけるせん断補強筋の補強効果を評価するために、拘束効果の考え方を適用することにした。

矩形断面を有するコンクリートが、補強筋に

表-5 せん断補強筋による拘束効果

No.	f'_{lx} (N/mm ²)	f'_{ly} (N/mm ²)	f'_{cc}/f'_c
D200	—	—	1.0
D204	0.79	1.05	1.14
D208	1.58	2.10	1.33
D400	—	—	1.0
D404	0.40	1.05	1.17
D408	0.79	2.10	1.23
D600	—	—	1.0
D604	0.26	1.05	1.11
D608	0.53	2.10	1.20

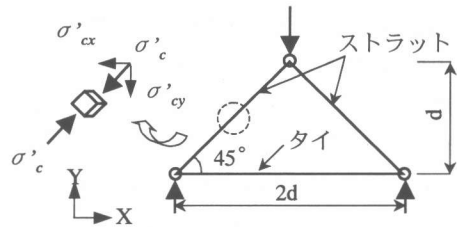


図-5 ディープビームのモデル化

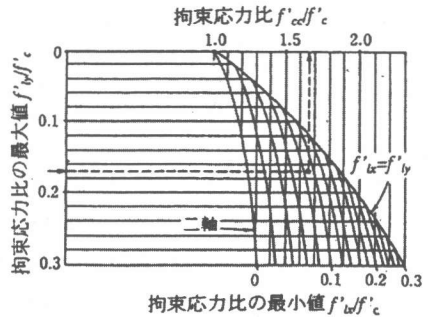


図-6 2 方向に異なる拘束を与えた矩形断面コンクリートの圧縮応力の増加²⁾

よって横拘束されている場合の横拘束応力(f'_{lx} , f'_{ly})は次式で与えられる²⁾。

$$f'_{lx} = k_e f_{lx} = k_e \frac{2A_s}{s_h h_c} f_{yh} \quad (7)$$

$$f'_{ly} = k_e f_{ly} = k_e \frac{2A_s}{s_h b_c} f_{yh} \quad (8)$$

ここで、 A_s (mm²)と f_{yh} (N/mm²)はせん断補強筋の断面積と降伏点強度、 s_h (mm)はせん断補強筋間隔、 k_e は拘束有効係数であり、矩形断面の場合は 0.75 が与えられている³⁾。なお、ここでは、

横拘束される面積($b_c \times h_c$)は b (供試体幅) $\times d$ (有効高さ)と仮定した。

式(7), (8)から得られる拘束効果と、その拘束効果によって増加するコンクリートの圧縮強度(f'_{cc} (N/mm²))を表-5 に示す。ここで、拘束応力比 (f'_{cc}/f'_c)は、Mander らの研究に準じて、図-6²⁾から求めた。

せん断スパン有効高さ比が 1.0 であるディーブームでは、次の2つの作用によってせん断力に抵抗すると仮定する。

- ① 圧縮を受けるコンクリートのアーチ作用
 - ② せん断補強筋によるコンクリート拘束効果
- 以上の仮定に基づき求められた、ストラットの負担分を表-6、図-7 に示す。ここで、式(6)中のせん断力 V には実験で得られた V_{exp} を用い、式(2)で表されるせん断補強筋の負担分 V_s は無視した。つまり、せん断補強筋は、圧縮力を受けるコンクリートの拘束効果にのみ貢献すると仮定した。

表-6、図-7 から、せん断補強筋を有しないディーブームでは、有効高さが増加するにしたがってストラットの圧縮応力が低下しており、引張と同様、圧縮を受けるコンクリートにも寸法効果があることがわかる。一方、せん断補強筋を配置すると、ストラットで負担する圧縮応力が増加している。また、 σ'_c/f'_c がほぼ 1.0 であることから、ディーブームのせん断抵抗の増加はせん断補強筋によるコンクリートの拘束効果により説明できると考えられる。

4. まとめ

せん断スパン有効高さ比を 1.0 とした RC ディーブームのせん断実験を行い、有効高さとせん断補強筋比がせん断耐力に与える影響について検討した。その結果、以下に示す知見が得られた。

- (1) せん断補強筋を有しない RC ディーブームでは、せん断耐力に関して大きな寸法効果が存在する。これは、圧縮を受けるコンクリートの破壊の局所化に起因するもので

表-6 ストラットの負担力

No.	σ'_c (N/mm ²)	σ'_c/f'_c	σ'_c/f'_{cc}
D200	40.4	1.05	1.05
D204	52.7	1.22	1.07
D208	55.7	1.63	1.23
D400	26.9	0.76	0.76
D404	33.5	1.22	1.04
D408	39.0	1.02	0.83
D600	26.7	0.65	0.65
D604	36.9	1.08	0.97
D608	41.7	1.18	0.98

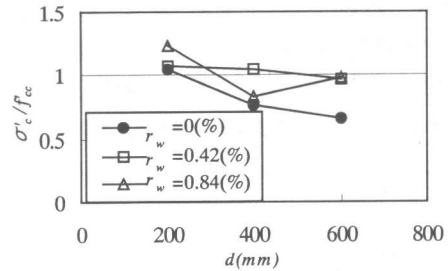


図-7 σ'_c/f'_c と d の関係

あると考えられる。

- (2) せん断補強筋を有する RC ディーブームのせん断耐力が、無補強のものよりに比べて増加するのは、せん断補強筋による拘束効果により説明することができる。

参考文献

- 1) Markeset, G. : Failure of Concrete under Compressive Strain Gradients, Doctoral Thesis, University of Trondheim, Norway, 1993.
- 2) Mander, J.B., Priestley, M.J.N and Park, R. : Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.114, No.8, pp.1804-1826, 1988.
- 3) Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M. : Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley-Interscience, pp.266-273, 1996.
- 4) 二羽淳一郎 : FEM 解析に基づくディーブームのせん断耐荷力算定式, 第 2 回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.119-128, 1983.